

IV-215

都市高速道路の動的なLP型流入制御モデルの効果分析

愛媛大学大学院 学生員 二反地 裕貴  
 愛媛大学工学部 正会員 朝倉 康夫  
 愛媛大学工学部 フェロー 柏谷 増男

1. はじめに

最近では、交通流の観測機器などの発達に伴い、時々刻々と変化するネットワーク上の交通量や走行速度などの詳細なデータが容易に観測できるようになっている。本研究では観測データを利用した都市高速道路の最適な流入制御モデルについて、流入需要の大小による効果の差異を数値計算により調べる。

2. モデルの構築

図1にモデルの全体構造を示す。図中の点線枠内が時間帯ごとの許容流入量を決定する流入制御モデルである。このモデルは、ある時間帯に流入した車群の将来時間帯における移動を表現する時間帯影響係数、現在ネットワーク上を走行中の車両に関する将来予測、オンランプからの許容流入量を決定するLP制御モデルから構成される。

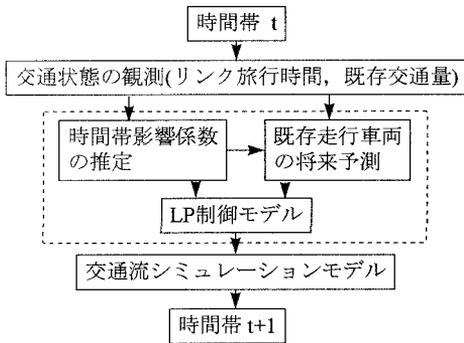


図1 モデルの全体構造

LP制御モデルは以下のように定式化される。目的関数は、現時間帯から将来の数時間帯先までの流入量の最大化とする。(2)式はリンク容量に対する制約で、各時間帯の新たな流入によるリンク交通量が残存リンク容量を上まわらないことである。(3)式は許

容流入量に関する制約で、上限値は積み残しにより修正された流入需要量、下限値は非負条件である。

(4)式はランプの構造上の制約による上限値である。このLP問題を解くことによって各時間帯tごとに、T時間帯先まで考慮した許容流入量が求められる。このうち現時間帯の値のみが制御に用いられる。

【目的関数】

$$Z = \sum_{i \in I} \sum_{s \in T} \hat{X}_i(t+s) \rightarrow \max \quad (1)$$

【制約条件】

$$\sum_{i \in I} \sum_{s \in T} Q_{ia}(t+s, t+\tau) \hat{X}_i(t+s) \leq C_a - \hat{V}_a(t+\tau) \quad \text{for all } a, \tau \quad (2)$$

$$0 \leq \hat{X}_i(t+s) \leq \alpha'_i(t+s) \quad \text{for all } i, s \quad (3)$$

$$\hat{X}_i(t+s) \leq \beta_i \quad \text{for all } i, s \quad (4)$$

$Q_{ia}(t+s, t+\tau)$  : 影響係数, 時間帯 t+s にオンランプ i から流入した1台の車が, 時間帯 t+τ にリンク a を通過する確率

$\hat{X}_i(t+s)$  : 時間帯 t+s, オンランプ i の許容流入量

$C_a$  : リンク交通容量

$\hat{V}_a(t+\tau)$  : 現在走行中の車両による時間帯 t+τ, リンク a の将来リンク交通量の予測値

$\beta_i$  : ランプ構造等の制約によるランプ i からの限界流入量

$\alpha'_i(t+s)$  : オンランプ i における時間帯 t+s の流入待ち車両により修正された流入需要の予測値

制御の効果を実ネットワークで検証することは困難であるため、交通流シミュレーションモデルを用いることにする。用いるモデルはマクロモデルで、車両を目的地別の車群に集約してネットワーク上でその挙動を記述する。隣接するブロック間の交通量の移動は従来の研究<sup>[1]</sup>を参考にして上流ブロックの

キーワード: 交通制御, 交通量観測, 都市高速道路

連絡先: 〒790-8577 愛媛県松山市文京町3番愛媛大学工学部, TEL089(927)9829, FAX089(927)9843

密度, 下流ブロックの速度より求める. 流入制御モデルで求められた許容流入量は, 交通流シミュレーションモデルのインプットとなる. シミュレーションモデルでは交通状況を再現し, それを観測値とみなして次時間帯の流入制御モデルのインプットとする.

### 3. 数値計算例

制御モデルの効果を調べるために, 簡単なネットワークを用いて数値計算を行う. 用いたネットワークを図2に示す. リンク長は 2km で 2車線とする. リンクは 500m の 4つのブロックに分割される. 各ブロックに存在できる台数は 100 台(最大密度 100 台/km/1 車線)とする. 制御時間間隔は 2分とし, シミュレーションサイクルは 0.2 分とした. すなわち各サイクルにて許容流入量の 1/10 が均等にオンランプより流入する. 待ち車両は次のサイクルで流入するのではなく, その時間の積み残しとして扱い, 次時間帯の需要に加算する. 需要にはピークを持たせ, 以下の4ケースで比較をする.

(A)総流入台数:8960 台(最大 40 台/単位制御時間)

(B)総流入台数:9310 台(最大 45 台/単位制御時間)

(C)総流入台数:11200 台(最大 60 台/単位制御時間)

(D)総流入台数:11550 台(最大 65 台/単位制御時間)

それぞれのケースで, 制御をしない場合, 現時間帯のみを考慮する場合, 将来の時間帯を考慮する場合に分けて比較を行う.

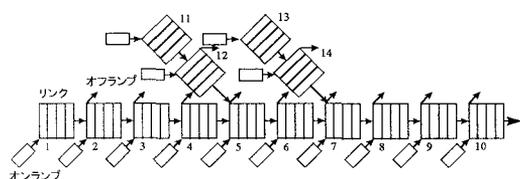


図2 リンクをブロックに分割したときのネットワーク図

### 4. 数値計算結果

表1に4ケースそれぞれについて本線上の総走行時間, オンランプでの総待ち時間, 2つの和である総所要時間を示す.

ケースB,Cともに制御なしと比較すると, 総待ち時間は長くなるものの総走行時間が小さくなり, 和である総所要時間で見ると若干であるが減少してい

る. ケースAにおいては, 制御することにより総所要時間が増加している. この理由は次のように考えられる. リンク容量により流入量が抑えられるので, 制御の結果リンク密度が臨界密度を越えることは少ない. しかし, 実際は臨界密度を少し越えた場合でもリンク移動時間の方が待ち時間よりも短い. ケースDにおいても同じ理由により, 総所要時間が増加すると思われる.

将来を考慮する方が流入に対する規制が厳しく, その結果待ち車両が多くなるように思われる. しかし今回のケースではそのような結果にはなっておらず将来時間帯までの制御をおこなってもすべての所要時間において変化がほとんどみられない. 将来時間を大きく考えるとネットワーク上に車両が存在しなくなる場合もあり, 制約が有効にならないためと考えられる. また, 影響係数を求めるとき車群は分散しないとしているので, 実際よりリンク存在台数を少なく見積もる場合が生じ, そのことが結果に影響しているものと思われる.

表1 所要時間のケース間比較

	制御なし	現時間帯	3時間帯	5時間帯	8時間帯	10時間帯
総走行時間	1291.76	1003.07	1012.16	1012.95	1013.70	1013.7
A 総待ち時間	0.00	323.00	316.67	316.00	316.27	316.27
総所要時間	1291.76	1326.07	1328.82	1328.95	1329.97	1329.97
総走行時間	1543.72	1091.31	1101.07	1101.61	1100.86	1100.86
B 総待ち時間	0.00	432.57	424.57	423.77	427.00	427.00
総所要時間	1543.72	1523.88	1525.38	1525.38	1527.86	1527.86
総走行時間	3001.51	1564.86	1562.06	1559.64	1562.06	1562.06
C 総待ち時間	20.16	1372.04	1392.04	1387.84	1392.04	1392.04
総所要時間	3021.67	2936.90	2954.09	2947.48	2954.09	2954.09
総走行時間	3156.87	1634.23	1639.26	1634.01	1631.47	1631.47
D 総待ち時間	26.27	1608.54	1605.57	1607.04	1614.00	1614.00
総所要時間	3183.14	3242.76	3244.83	3241.04	3245.97	3245.97

### 5. おわりに

本研究で今回用いた目的関数は流入量の最大化であり, モデル構造はきわめて単純である. しかし, 数値計算で用いたネットワークで考えると4で述べた理由により流入台数の大小で制御効果が得られないことがある. 今後はその点を改善し, 比較検討する必要がある.

### 参考文献

[1]朝倉康夫・柏谷増男・山内敏道: 観測データの利用による都市高速道路の動的なLP流入制御モデル. 土木計画学研究・論文集, No13, pp.923-931, 1996.